



Società Autostrada Tirrenica p.A.  
GRUPPO AUTOSTRADALE PER L'ITALIA S.p.A.

**AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA**  
**LOTTO 2**

TRATTO: SAN PIETRO IN PALAZZI – SCARLINO

**PROGETTO DEFINITIVO**


INFRASTRUTTURA STRATEGICA DI PREMINENTE INTERESSE  
NAZIONALE LE CUI PROCEDURE DI APPROVAZIONE SONO REGOLATE  
DALL' ART. 161 DEL D.LGS. 163/2006

**AU– CORPO AUTOSTRADALE**

**OPERE D'ARTE MAGGIORI**  
**PONTI E SOTTOVIA (L>10m)**  
**AMPLIAMENTO SOTTOVIA S.P. AURELIA VECCHIA**  
**al km. 13+337.31**  
**RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO**

<b>IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA</b> Ing. Guido Furlanetto Ord. Ingg. Milano N.10984 <b>RESPONSABILE UFFICIO STR</b>	<b>IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</b> Ing. Alessandro Alfì Ord. Ingg. Milano N. 20015 <b>COORDINATORE GENERALE APS</b>	<b>IL DIRETTORE TECNICO</b> Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 <b>RESPONSABILE DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURE</b>
---	--	---

RIFERIMENTO ELABORATO				DATA:		REVISIONE	
<b>WBS</b>	DIRETTORIO		FILE		FEBBRAIO 2011	n.	data
	codice	commessa	N.Prog.	unita'		n. progressivo	
<b>ST08</b>	1	2	1	2	0	1	<b>STR700--</b>
					SCALA:		

 <b>ingegneria europea</b>	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	
	ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	
CONSULENZA A CURA DI :	IL RESPONSABILE UFFICIO/UNITA'	Ing. Guido Furlanetto O.I. Milano N.10984

<b>RESPONSABILE DI COMMESSA</b> Ing. Michele Parrella Ord. Ingg. Avellino N. 933 <b>COORDINATORE OPERATIVO DI PROGETTO</b>	<b>VISTO DEL COMMITTENTE</b> 	<b>VISTO DEL CONCEDENTE</b> 
---	---	--

## INDICE

01.	GENERALITA'	1
01.01	CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA ESISTENTE	1
01.02	CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA DI AMPLIAMENTO	1
01.03	FASI REALIZZATIVE	3
01.04	SCHEMI DI CALCOLO	3
02.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
03.	MATERIALI	5
03.01	STRUTTURA ESISTENTE	5
03.02	STRUTTURA IN AMPLIAMENTO	7
04.	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE TRAVI	9
05.	ANALISI DEI CARICHI	10
05.01	CARICHI DI FASE 1	10
05.02	CARICHI DI FASE 2	11
05.03	CARICHI DI FASE 3	13
05.04	CARICHI ORIZZONTALI	14
05.05	COMBINAZIONI DI CARICO	18
06.	CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE	20
06.01	IMPALCATO	20
06.02	REAZIONI SULLE SPALLE	25
07.	VERIFICHE DI RESISTENZA	26
07.01	IMPALCATO	26
07.02	TRAVI AMPLIAMENTO	26
07.03	TRAVI ESISTENTI	28
08.	VERIFICA DELLE SPALLE	30
08.01	COMBINAZIONI DI CARICO	31
08.02	GEOMETRIA	32
08.03	PARAGHIAIA	33
08.04	PARAMENTO VERTICALE	34
08.05	CARICHI IN FONDAZIONE	35

## **01. GENERALITA'**

Oggetto della presente relazione tecnica sono i calcoli strutturali per il dimensionamento degli interventi di ampliamento ed adeguamento antisismico dell'opera ST08 – Sottovia SP Aurelia Vecchia facente parte del Lotto 2 della A12 Livorno – Civitavecchia.

### **01.01 CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA ESISTENTE**

L' opera esistente è costituita da un impalcato in singola campata di luce totale pari a circa 17.40m e luce di calcolo asse appoggio - asse appoggio pari a circa 16.4m, semplicemente appoggiato su due spalle.

L' impalcato di larghezza complessiva pari a circa 69m, è costituito da 42 travi prefabbricate e precomprese a T e dalla soletta in cls. gettato in opera dello spessore di circa 25 cm.

Le spalle, inclinate rispetto all'asse dell'impalcato di un angolo pari a circa 30°, sono del tipo a setto e fondate su zattera poggiata su pali di grande diametro.

Nel paramento verticale sono previsti tiranti passivi (per le azioni orizzontali) realizzati con micropali iniettati a bassa pressione.

Per le spalle esistenti si prevede la rimozione e la ricostruzione del paraghiaia al fine di collocare i ritegni sismici longitudinali a ridosso della testata delle travi.

Si rimanda ad una successiva fase di progetto la verifica delle travi di impalcato.

### **01.02 CARATTERISTICHE DELLA STRUTTURA DI AMPLIAMENTO**

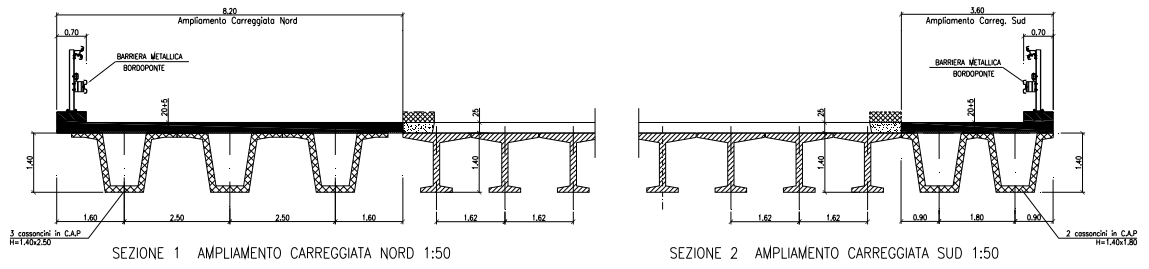
E' previsto sul lato della esistente carreggiata Nord un ampliamento di larghezza pari a circa 8.20m (3 travi), mentre sul lato della esistente carreggiata Sud un ampliamento di larghezza pari a circa 3.60m (2 travi).

Il nuovo impalcato sarà solidarizzato al viadotto esistente a livello della soletta e sarà costituito complessivamente da 5 travi in c.a.p. a V con sovrastante soletta collaborante in cls.

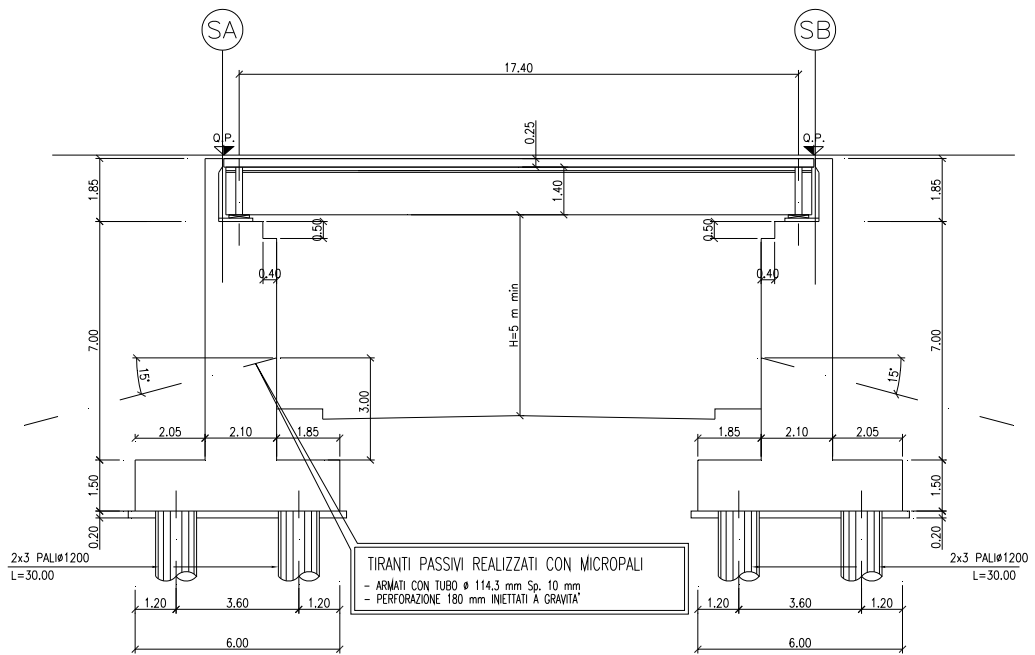
Gli ampliamenti delle spalle saranno realizzati con struttura analoga a quella esistente.

Nel paramento verticale sono previsti tiranti passivi (per le azioni orizzontali) realizzati con micropali iniettati a bassa pressione.

I nuovi plinti, dello stesso spessore di quelli esistenti, saranno realizzati su pali di diametro  $\Phi$  1200 e lunghezza  $L = 30$  m in numero di 6 per l'ampliamento Nord e 4 per l'ampliamento Sud.



## SEZIONE TRASVERSALE IMPALCATO AMPLIATO



### 01.03 **FASI REALIZZATIVE**

Per l'opera in oggetto si prevedono in sintesi le seguenti fasi realizzative :

1. Realizzazione delle sottostrutture in affiancamento ad eccezione delle zone di collegamento ; realizzazione dei rilevati in ampliamento a tergo spalle ;
2. Montaggio travi in c.a.p. di ampliamento;
3. Getto delle solette ad eccezione delle zone comprese fra le parti nuove e l'esistente;
4. Collegamento delle sottostrutture,
5. Completamento getto solette;
6. Realizzazione manto e finiture.

Contemporaneamente alle operazioni di cui ai punti 1,2,3 e comunque prima delle fasi successive sarà effettuata la realizzazione delle apparecchiature di fine corsa.

Ad opera ampliata e solidarizzata verrà eseguita la sostituzione degli apparecchi di appoggio originali e la regolarizzazione dei baggioli.

### 01.04 **SCHEMI DI CALCOLO**

Per la valutazione delle sollecitazioni sulle travi è stato considerato uno schema di calcolo di trave in semplice appoggio.

I carichi agenti in terza fase verranno determinati sulla base della corrispondente area d'influenza nelle condizioni di carico più gravose.

Per la determinazione delle sollecitazioni in testa alle spalle è stato utilizzato un foglio di calcolo.

## **02.       NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Tutti i calcoli sono stati eseguiti nel rispetto delle normative nazionali vigenti, con particolare riferimento a:

- Legge 5/1/1971 n° 1086 : “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.
- Legge 2/2/1974 n° 64 : “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- D.M. 14/1/2008 : “Norme tecniche per le costruzioni”.
- Circolare 2/2/2009 n° 617 :”Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D:M: 14 gennaio 2008”.

### 03. MATERIALI

#### 03.01 STRUTTURA ESISTENTE

##### 03.01.01 CALCESTRUZZO TRAVI PRECOMPRESSE

###### Calcestruzzo travi precomprese CLASSE 45/55

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	55,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	45,65	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	3,74	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	2,61	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	25,87	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,74	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	3,92	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	36416	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

##### 03.01.02 CALCESTRUZZO SOLETTE E TRASVERSI

###### Calcestruzzo solette e trasversi CLASSE 28/35

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	35,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	29,05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,77	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	1,94	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	16,46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,29	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	2,91	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	32588	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

##### 03.01.03 CALCESTRUZZO SPALLE

###### Calcestruzzo spalle CLASSE 25/30

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	30,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	24,9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,50	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	1,75	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	14,11	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	2,63	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	31447	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.01.04 CALCESTRUZZO PALI

#### Calcestruzzo pali CLASSE 20/25

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	25,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	20,75	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,22	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	1,55	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	11,76	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,04	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	2,33	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	30200	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.01.05 ACCIAIO DI ARMATURA

#### Acciaio da cemento armato in barre ad aderenza migliorata

FeB44 k controllato in stabilimento

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	540,00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	430,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s =$	373,91	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico di calcolo	$E_s =$	200000,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,30	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.01.06 ACCIAIO ARMONICO

#### Acciaio armonico

Tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} =$	1800,00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica all' 1% di deformazione	$f_{p(1)k} =$	1600,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	
Tensione massima al tiro	$\sigma_{spi} = 0,8 * f_{ptk}$	1440,00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico di calcolo	$E_s =$	200000,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,30	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>



## 03.02 STRUTTURA IN AMPLIAMENTO

### 03.02.01 CALCESTRUZZO TRAVI PRECOMPRESSE

#### Calcestruzzo travi precomprese CLASSE 45/55

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	55,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	45,65	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	3,74	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	2,61	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	25,87	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,74	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	3,92	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	36416	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.02.02 CALCESTRUZZO SOLETTA E COPPELLE PREFABBRICATE

#### Calcestruzzo coppelle prefabbricate CLASSE 35/45

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	45,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	37,35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	3,27	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	2,29	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	21,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,53	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	3,44	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	34625	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.02.03 CALCESTRUZZO SPALLE

#### Calcestruzzo coppelle prefabbricate CLASSE 28/35

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	35,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	29,05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,77	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	1,94	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	16,46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,29	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	2,91	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	32588	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.02.04 CALCESTRUZZO PALI

#### Calcestruzzo pali CLASSE 20/25

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	25,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	20,75	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} =$	2,22	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk(5\%)} = 0,7 f_{ctm} =$	1,55	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1,50	
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c =$	11,76	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	1,04	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza e di calcolo	$f_{bd} = 2,25 f_{ctk(5\%)/\gamma_c =$	2,33	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo di calcolo	$E_{cm} =$	30200,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,20	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.02.05 ACCIAIO DI ARMATURA

#### Acciaio da cemento armato in barre ad aderenza migliorata

B450C controllato in stabilimento

Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} =$	540,00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s =$	391,30	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico di calcolo	$E_s =$	200000,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,30	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

### 03.02.06 ACCIAIO ARMONICO

#### Acciaio armonico

Tensione caratteristica di rottura	$f_{ptk} =$	1860,00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica all' 1% di deformazione	$f_{p(1)k} =$	1670,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_s =$	1,15	
Tensione massima al tiro	$\sigma_{spi} = 0,8 * f_{ptk}$	1488,00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico di calcolo	$E_s =$	200000,00	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0,30	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,00E-05	°C <sup>-1</sup>

## 04. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE TRAVI

Nelle seguenti tabelle sono riassunte le caratteristiche geometriche delle sezioni delle travi.

Si adotta la seguente simbologia :

$A$  = Area della sezione [ m<sup>2</sup> ]

$J_{yy}$  = momento di inerzia della sezione sul piano verticale [ m<sup>4</sup> ]

Si indica inoltre con :

T1: trave principale in c.a.p. in ampliamento

T2: trave principale in c.a.p. esistente

Si terrà conto delle seguenti fasi costruttive :

Fase 1 : posizionamento delle travi in ampliamento e getto della soletta

Fase 2 : solidarizzazione della struttura dell' ampliamento all' esistente e posa in opera dei sovraccarichi permanenti ; ritiro e viscosità

Fase 3 : effetto dei sovraccarichi accidentali

fase 1	T1 Trave ampliamento	T2 Trave esistente
A	0,5734	0,5241
$y_G$	0.6659	0.8888
$J_{yy}$	0.1296	0.1368

fase 2-3	T1 Trave ampliamento	T2 Trave esistente
A	1.1361	0.9098
$y_G$	1.091	1.158
$J_{yy}$	0.3421	0.2289

Ai fini delle verifiche dell' impalcato non si considera l' effetto sismico perché non significativo.

## 05. ANALISI DEI CARICHI

Sono state considerate per le varie fasi di carico le seguenti condizioni di carico.

### 05.01 CARICHI DI FASE 1

#### 05.01.01 PESI PROPRI STRUTTURALI (g1)

Il peso proprio degli elementi in calcestruzzo (travi e soletta) è stato calcolato considerando un peso specifico  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

- Travi dell' ampliamento

$$g_{1,1} = 0.5742 \times 25 = 14.355 \text{ kN/m}$$

- Soletta dell' ampliamento

$$g_{1,2} = 0.25 \times 2.50 \times 25 = 15.625 \text{ kN/m}$$

- Travi esistenti

$$g_{1,1} = 0.5241 \times 25 = 13.102 \text{ kN/m}$$

- Soletta esistente

$$g_{1,2} = 0.25 \times 1.62 \times 25 = 10.125 \text{ kN/m}$$

Il carico complessivo dell'impalcato risulta:

$$g_1 = 13.102 \times 42 + 14.355 \times 5 + 25 \times 79.8 \times 0.25 = 1120.81 \text{ KN/m}$$

Il carico complessivo gravante sulla spalla risulta:

$$R(g_1) = 1120.81 \times 17.4 / 2 = 9750 \text{ KN}$$

## 05.02 CARICHI DI FASE 2

### 05.02.01 SOVRACCARICHI PERMANENTI (g<sub>2</sub>)

Il progetto in esame prevede :

- Cordolo esterno esistente  $g_{2,1} = 0,70 \times 0,30 \times 25 = 5,25 \text{ kN/m}$
- Cordolo centrale esistente  $g_{2,1} = 1,60 \times 0,30 \times 25 = 12,00 \text{ kN/m}$
- Cordolo esterno ampliamento  $g_{2,1} = 0,70 \times 0,30 \times 25 = 5,25 \text{ kN/m}$
- Guard rail  $g_{2,2} = 1.50 \text{ kN/m}$
- Asfalto  $g_{2,3} = 3.00 \text{ kN/m}^2$

Per semplicità di calcolo e a favore di sicurezza, si considera che la larghezza della sede stradale sia pari a 76.80m (larghezza totale meno i cordoli). Il carico permanente complessivo di seconda fase risulta allora pari a:

$$g_2 = 5,25 + 12,00 + 5,25 + 3 \times 1.50 + 3.00 \times 76.80 = 257.4 \text{ KN/m}$$

Il carico sulle travi esistenti risulta:

$$g_2 = 3 \times 1.62 = 4.86 \text{ KN/m}$$

Il carico sulle travi di ampliamento risulta:

$$g_2 = 3 \times 2.50 = 7.50 \text{ KN/m}$$

Il carico complessivo di seconda fase gravante sulla spalla risulta:

$$R(g_2) = 257.4 \times 17.40 / 2 = 2239 \text{ KN}$$

### 05.02.02 RITIRO SOLETTA AMPLIAMENTO (ε<sub>2</sub>)

Il calcolo delle deformazioni da ritiro soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel D.M. 14/01/2008 (par. 11.2.10.6).

Risulta :

$$A_c = 20 \times \frac{820}{3} = 5467 \text{ cm}^2$$

$$u = 273 \text{ cm}$$

$$h_0 = 2 \times A_c / u = 400 \text{ mm}$$

$$k_h = 0,725$$

U.R. 75 %

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \times \varepsilon_{c0} = - 0.725 \times 0.000285 = - 0.000207$$

$$\varepsilon_{ca} = -2.5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = -0.0000683$$

Complessivamente risulta :

$$\varepsilon_{cs} = - 0.000275$$

### 05.02.03 VISCOSITA' SOLETTA AMPLIAMENTO (ε3)

Il calcolo del coefficiente di viscosità per il cls della soletta è stato eseguito secondo quanto specificato nel D.M. 14/01/2008 (par. 11.2.10.7).

Risulta :

- Carichi di 2 fase

$$A_c = 20 \times \frac{820}{3} = 5467 \text{ cm}^2$$

$$u = 273 \text{ cm}$$

$$h_0 = 2 \times A_c / u = 400 \text{ mm}$$

$t_0 = 7 \text{ gg.}$   
U.R. 75 %

$$\phi_{(\infty,7)} = 2.433$$

$$E'_c = 34625 / (1 + 2.433) = 10085 \text{ MPa}$$

- Carichi di 3 fase

$$A_c = 20 \times \frac{820}{3} = 5467 \text{ cm}^2$$

$$u = 273 \text{ cm}$$

$$h_0 = 2 \times A_c / u = 400 \text{ mm}$$

$t_0 = 60 \text{ gg.}$   
U.R. 75 %

$$\phi_{(\infty,60)} = 1.653$$

$$E'_c = 34625 / (1 + 1.653) = 13051 \text{ MPa}$$

### 05.03 CARICHI DI FASE 3

#### 05.03.01 VARIAZIONI TERMICHE

Si considera una variazione termica uniforme pari a  $\Delta T = \pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$  a tutta la struttura.

#### 05.03.02 CARICHI MOBILI (q1)

Sono stati adottati i carichi mobili per ponti di prima categoria:

posizione	carico asse Qik [kN]	qik [kN/m <sup>2</sup> ]
corsia numero 1	300	9,00
corsia numero 2	200	2,50
corsia numero 3	100	2,50
Corsie numeri 4/8	-	2,50

Le diverse disposizioni dei sovraccarichi si differenziano in base allo studio qualitativo delle superfici di influenza della struttura per le diverse caratteristiche di sollecitazione che di volta in volta vengono massimizzate/minimizzate. In particolare si è fissata l'attenzione sulla sezione di mezzeria e di appoggio.

Il carico massimo complessivo di terza fase che l'impalcato trasferisce alle spalle risulta a favore di sicurezza pari a:

$$R(Q_k) = 2 \times (300 + 200 + 100) = 1200 \text{ KN}$$

$$R(q_k) = (9 \times 3 + 2.5 \times 75.40) \times 17.4 / 2 = 1875 \text{ KN}$$

## 05.04 CARICHI ORIZZONTALI

I seguenti contributi, agenti tutti in terza fase, vengono considerati in aggiunta ai precedenti esclusivamente per il dimensionamento e la verifica delle sottostrutture in quanto i loro effetti non sono significativi sull' impalcato.

### 05.04.01 AZIONE DI FRENAMENTO (q3)

La forza di frenamento/accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a :

$$180 \text{ kN} < q_3 = 0.6 \times 2 \times Q_{1k} + 0.10 \times q_{1k} \times w_1 \times L < 900 \text{ kN}$$

Nel caso in esame (lunghezza proiettata della corsia di impalcato pari a 17.40m), nell'ipotesi che il carico tandem sia in corrispondenza dell'appoggio, la componente della forza di frenamento ortogonale al paramento su ciascuna spalla risulta:

$$q_3 = 0.6 \times 2 \times 300 + 0.10 \times 9.00 \times 3.00 \times 17.4/2 = 383 \text{ kN}$$

### 05.04.02 FORZA CENTRIFUGA (q4)

Essendo il raggio di curvatura della strada maggiore di 1500 m il valore della forza centrifuga è nullo.

### 05.04.03 VENTO (q5)

La pressione del vento è pari a :

$$p = q_b \times c_e \times c_p \times c_d$$

dove :

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento

$c_e$  è il coefficiente di esposizione

$c_p$  è il coefficiente di forma

$c_d$  è il coefficiente dinamico

La pressione cinetica di riferimento espressa in  $\text{N/m}^2$  è data dalla seguente espressione :

$$q_b = 1/2 \rho v_b^2$$

Nel caso in esame :

$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$  densità dell' aria

$v_b = 27 \text{ m/sec}$  essendo l' opera ubicata in zona 3



l' opera inoltre risulta ubicata in categoria II per cui risulta :

$$\begin{aligned}k_r &= 0.19 \\z_0 &= 0.05 \text{ m} \\z_{\min} &= 4.0 \text{ m} \\z &= 11 \text{ m}\end{aligned}$$

il coefficiente di esposizione vale allora :

$$c_e = 0.19^2 \times \ln(11/0.05) \times [7 + 1 \times \ln(11/0.05)] = 2.4$$

Il coefficiente di forma vale :

$$c_p = 2.4 - \phi = 1.4$$

Complessivamente si ha :

$$p = 0.5 \times 1.25 \times 27,00^2 \times 2.40 \times 1.40 \times 1.00 \cong 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Tale pressione è stata applicata sulla superficie esposta della struttura e sui carichi transitanti, assimilati ad una parete rettangolare continua di altezza pari a 3.00 m a partire dal piano stradale.

Il carico complessivo dovuto al vento trasferito a ciascuna spalla risulta pari a:

$$h = 1.40 + 0.25 + 0.10 + 3.00 = 4.75 \text{ m}$$

$$H_t (\text{vento}) = 1.5 \times 4.75 \times 17.40 / 2 = 62 \text{ KN}$$

$$M_t (\text{vento}) = 62 \times 2.73 = 169 \text{ KN} \times \text{m}$$

essendo

$$d = 2.73 \text{ la distanza della risultante della forza dalla testa del paramento}$$

#### 05.04.04 SISMA (q6)

Nel seguente paragrafo si riporta la descrizione e la valutazione dell' azione sismica secondo le specifiche del D.M. 14/01/2008.

I parametri assunti alla base del calcolo sono i seguenti :

- Vita nominale dell' opera	$V_N = 50$ anni
- Classe d' uso dell' opera	IV quindi $C_U = 2$
- Periodo di riferimento dell' azione sismica	$V_R = V_N \times C_U = 100$ anni
- Categoria sottosuolo	Categoria C
- Amplificazione topografica	$S_T = 1$
- Stato limite considerato	SLV
- Fattore di struttura	$q = 1$

Dal programma 'Spettri NTC – ver. 1.0.3' del Consiglio Superiore LL PP, si ricavano i seguenti parametri dello spettro di risposta relativo al sito in esame (Coordinate : 43°13' N – 10°33' E).

La forza sismica orizzontale trasferita dall'impalcato a ciascuna spalla in condizioni sismiche (si considera assente il sovraccarico accidentale) risulta pari a:

$$a_g = 0.094$$

$$S = 1.5$$

$$F_I (\text{sisma}) = F_t (\text{sisma}) = 0.094 \times 1.5 \times 11989 = 1691 \text{ KN}$$

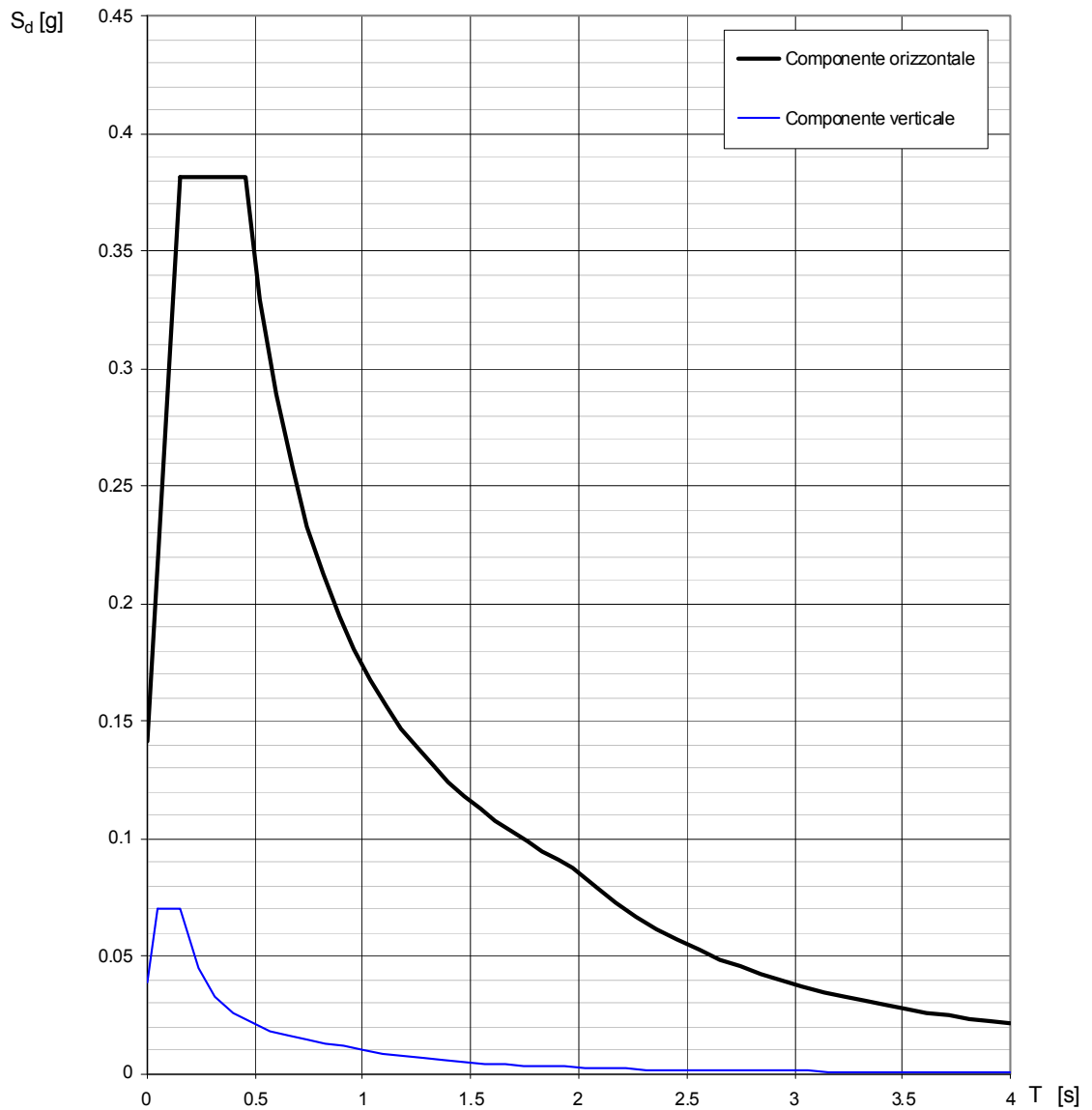
essendo

$$R(g1+g2) = 9750+2239 = 11989 \text{ KN}$$

Si riportano di seguito gli spettri di risposta per lo stato limite di salvaguardia della vita, utilizzando i parametri sopra elencati.

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**

---



## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.094 g
$F_0$	2.702
$T_C^*$	0.287 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.586
$S_T$	1.000
$q$	1.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\div$	1.000
$T_B$	0.152 s
$T_C$	0.455 s
$T_D$	1.977 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.141
$T_B \leftarrow$	0.152	0.382
$T_C \leftarrow$	0.455	0.382
	0.527	0.329
	0.599	0.289
	0.672	0.258
	0.744	0.233
	0.817	0.212
	0.889	0.195
	0.962	0.180
	1.034	0.168
	1.107	0.157
	1.179	0.147
	1.252	0.139
	1.324	0.131
	1.397	0.124
	1.469	0.118
	1.542	0.112
	1.614	0.107
	1.687	0.103
	1.759	0.099
	1.832	0.095
	1.904	0.091
$T_D \leftarrow$	1.977	0.088
	2.073	0.080
	2.169	0.073
	2.266	0.067
	2.362	0.061
	2.458	0.057
	2.555	0.053
	2.651	0.049
	2.747	0.045
	2.844	0.042
	2.940	0.040
	3.036	0.037
	3.133	0.035
	3.229	0.033
	3.326	0.031
	3.422	0.029
	3.518	0.028
	3.615	0.026
	3.711	0.025
	3.807	0.024
	3.904	0.022
	4.000	0.021

## 05.05 COMBINAZIONI DI CARICO

In osservanza ai punti 5.1.3.12 e 5.2.3 del D.M. 14/01/2008 le condizioni elementari di carico sono state combinate considerando gli stati limite di esercizio, ultimi e di salvaguardia della vita (sisma).

### 05.05.01 COMBINAZIONI DI CARICO PER L' IMPALCATO

Nella seguente tabella si riportano le combinazioni di carico considerate.

	IMPALCATO	g1+g2	$\epsilon_2$	$\epsilon_3$	q1	q3	q4	q5	q6
SLE	SLE (QP)	1	1	0,5	0	0	0	0	0
	SLE (FR)	1	1	0,6	0,75 Qik 0,4 qik	0	0	0	0
	SLE (R)	1	1	0,6	1 Qik 1 qik	0	0	0	0
SLU (STR)	STR1	1,35	1,2	0,72	0	0	0	1,5	0
	STR2	1,35	1,2	0,72	1,35	0	0	0,9	0
	STR3	1,35	1,2	0,72	1,35x0,75 Qik 1,35x0,40 qik	1,5	0	0,9	0
	STR4	1,35	1,2	0,72	1,35x0,75 Qik 1,35x0,40 qik	0	1,5	0,9	0

Ognuno dei precedenti stati limite è costituito da quattro combinazioni in relazione alle diverse posizioni dei sovraccarichi sull' impalcato.

Come già enunciato al par. 5.3.2 per l'impalcato si possono considerare fino a otto colonne di carico.

Ai fini del calcolo delle travi, per massimizzare le caratteristiche di sollecitazione, si sono considerate quattro colonne di carico nella posizione eccentrica più gravosa in cui i carichi tandem sono stati disposti in asse alla mezzzeria negli schemi di carico 1 ( $M_{max}$  impalcato ampliamento) e 3 ( $M_{max}$  impalcato esistente), e in prossimità degli appoggi di una spalla per gli schemi di carico 2 ( $V_{max}$  impalcato ampliamento), 4 ( $V_{max}$  impalcato esistente).

In particolare, negli schemi di carico 1 e 2, il sovraccarico accidentale è stato posizionato nella carreggiata NORD; mentre negli schemi di carico 3 e 4, il sovraccarico accidentale è stato posizionato nella carreggiata SUD.

**05.05.02 COMBINAZIONI DI CARICO PER LE SOTTOSTRUTTURE**

Nella seguente tabella si riportano le combinazioni di carico considerate

	<b>SPALLE</b>	$g1+g2$	$\varepsilon2$	$\varepsilon3$	$q1$	$q3$	$q4$	$q5$	$q6$
SLU (STR)	STR1	1,35	1,2	0,72	0	0	0	1,5	0
	STR2	1,35	1,2	0,72	1,35	0	0	0,9	0
	STR3	1,35	1,2	0,72	1,35x0,75 Qik 1,35x0,40 qik	1,5	0	0,9	0
	STR4	1,35	1,2	0,72	1,35x0,75 Qik 1,35x0,40 qik	0	1,5	0,9	0
SLU (GEO)	GEO1	1	1	0,6	0	0	0	1,3	0
	GEO2	1	1	0,6	1,15	0	0	0,78	0
	GEO3	1	1	0,6	1,15x0,75 Qik 1,15x0,40 qik	1,3	0	0,78	0
	GEO4	1	1	0,6	1,15x0,75 Qik 1,15x0,40 qik	0	1,3	0,78	0
SLV	SLV	1	1	0	0	0	0	0	1

Per le combinazioni sismiche è stato considerato lo stato limite di salvaguardia SLV che comprende due combinazioni in cui il sisma nelle due direzioni (longitudinale, trasversale) è combinato come segue.

$EI + 0.3Et$        $0.3EI + Et$

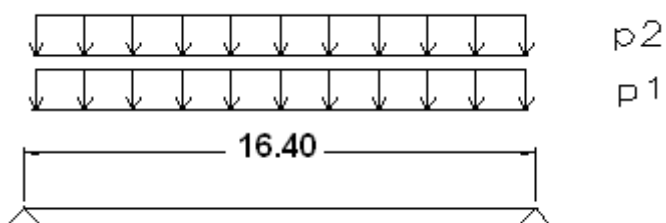
## 06. CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE

### 06.01 IMPALCATO

Nelle seguenti tabelle si riassumono i valori delle caratteristiche di sollecitazioni massime nei vari elementi strutturali per le combinazioni di carico di cui al par. 5.5.1.

#### 06.01.01 FASE 1

Per la prima fase lo schema di calcolo è il seguente :



dove, con riferimento al par. 5.1.1 i carichi valgono (valori caratteristici) :

Travi dell' ampliamento

$$p_1 = 14.355 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 15.625 \text{ kN/m}$$

$$P = 29.98 \text{ kN}$$

Risulta :

	FASE 1	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	1008	-	0	246
	SLE (FR)	1008	-	0	246
	SLE (R)	1008	-	0	246
SLU (STR)	STR1	1361	-	0	332
	STR2	1361	-	0	332
	STR3	1361	-	0	332
	STR4	1361	-	0	332

### Travi esistenti

$$p_1 = 13.102 \text{ kN/m}$$

$$p_2 = 10.125 \text{ kN/m}$$

$$P = 23.227 \text{ kN}$$

Risulta :

	FASE 1	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	781	-	0	190
	SLE (FR)	781	-	0	190
	SLE (R)	781	-	0	190
SLU (STR)	STR1	1054	-	0	257
	STR2	1054	-	0	257
	STR3	1054	-	0	257
	STR4	1054	-	0	257

#### 06.01.02 FASE 2

### Travi dell' ampliamento

$$g_2 = 7.50 \text{ kN/m}$$

Risulta :

	FASE 2	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	252	-	0	62
	SLE (FR)	252	-	0	62
	SLE (R)	252	-	0	62
SLU (STR)	STR1	340	-	0	84
	STR2	340	-	0	84
	STR3	340	-	0	84
	STR4	340	-	0	84

## Travi esistenti

$$g_2 = 4.86 \text{ kN/m}$$

Risulta :

	FASE 2	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	163	-	0	40
	SLE (FR)	163	-	0	40
	SLE (R)	163	-	0	40
SLU (STR)	STR1	220	-	0	54
	STR2	220	-	0	54
	STR3	220	-	0	54
	STR4	220	-	0	54

Per effetto del ritiro e della viscosità, con riferimento ai par. 5.2.2 e 5.2.3 si ha nella sezione di mezzeria delle travi dell' ampliamento :

$$\varepsilon = - 0.000275$$

$$A_c = 5467 \text{ cm}^2$$

$$E = 10085 \text{ MPa}$$

-SLE

$$N = - 0.000275 \times 10085 \times 5467/10 = - 1516 \text{ kN} \quad \text{compressione}$$

$$M = 1516 \times (1.525 - 1.091) = 658 \text{ kNm}$$

-SLU

$$N = - 1.2 \times 1516 = - 1819 \text{ kN} \quad \text{compressione}$$

$$M = 1.2 \times 658 = 790 \text{ kNm}$$



06.01.03 FASE 3

Travi dell' ampliamento

A favore di sicurezza si considera l'eventualità che sulle travi di ampliamento possa essere presente il sovraccarico stradale seguente:

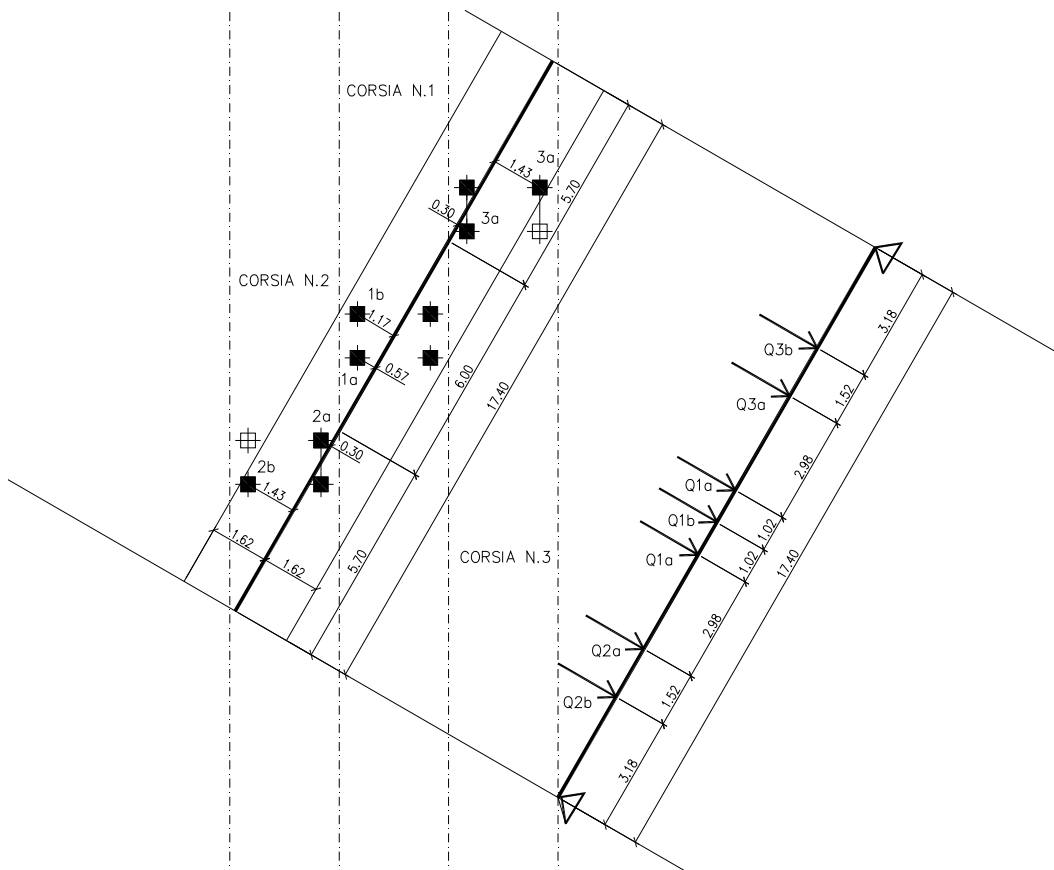
$$Q_1 = 2 \times 150 + 2 \times 150 \times 0.50 / 2.50 = 360 \text{ KN}$$

$$q_1 = 9 \times 2.50 = 22.50 \text{ KN/m}$$

	FASE 3	travi ampliamento			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	0	0	0	0
	SLE (FR)	1409	135	0	344
	SLE (R)	2232	180	0	545
SLU (STR)	STR1	0	0	0	0
	STR2	3013	243	0	736
	STR3	1903	182	0	464
	STR4	1903	182	0	464

Travi esistenti

Considerando sulle travi esistenti la seguente disposizione in pianta del sovraccarico accidentale:



Risulta:

$$Q1a = 150 \times (1.62 - 0.57) / 1.62 = 97 \text{ KN}$$

$$Q1b = 2 \times 150 \times (1.62 - 1.17) / 1.62 = 83 \text{ KN}$$

$$Q2a = 2 \times 100 \times (1.62 - 0.30) / 1.62 = 163 \text{ KN}$$

$$Q2b = 100 \times (1.62 - 1.43) / 1.62 = 12 \text{ KN}$$

$$Q3a = 2 \times 50 \times (1.62 - 0.30) / 1.62 = 81 \text{ KN}$$

$$Q3b = 50 \times (1.62 - 1.43) / 1.62 = 6 \text{ KN}$$

$$q1 = 9 \times 1.62 = 14.58 \text{ KN/m}$$

$$q2 = q3 = 2.5 \times 1.62 = 4.05 \text{ KN/m}$$

Da uno schema di calcolo a trave appoggiata precedentemente rappresentato per il calcolo del momento massimo (per il calcolo del taglio il carico tandem è stato spostato all'appoggio) risulta:

	FASE 3	travi esistenti			
		mezzeria		appoggio	
		M(kNm)	V(kN)	M(kNm)	V(kN)
SLE	SLE (QP)	0	0	0	0
	SLE (FR)	1434	0	0	332
	SLE (R)	2090	0	0	482
SLU (STR)	STR1	0	0	0	0
	STR2	2822	0	0	651
	STR3	1936	0	0	448
	STR4	1936	0	0	448

Per effetto delle variazioni termiche, con riferimento al par. 5.3.1 si ha nella sezione di mezzeria delle travi dell' ampliamento :

$$\varepsilon = \pm 0.00001 \times 15 = \pm 0.00015$$

$$A_c = 5467 \text{ cm}^2$$

$$E = 13051 \text{ MPa}$$

-SLE (QP )

$$N = \pm 0.5 \times 0.00015 \times 13051 \times 5467 / 10 = \pm 535 \text{ kN}$$

$$M = \pm 535 \times (1.525 - 1.091) = \pm 232 \text{ kNm}$$

-SLE (FR,R)

$$N = \pm 0.6 \times 0.00015 \times 13051 \times 5467 / 10 = \pm 642 \text{ kN}$$

$$M = \pm 642 \times (1.525 - 1.091) = \pm 279 \text{ kNm}$$

-SLU

$$N = \pm 0.72 \times 0.00015 \times 13051 \times 1633 / 10 = \pm 770 \text{ kN}$$

$$M = \pm 770 \times (1.525 - 1.091) = \pm 334 \text{ kNm}$$

**REAZIONI SULLE SPALLE**

Nelle seguenti tabelle si riassumono i valori delle reazioni agli appoggi sulle singole travi per le condizioni di carico elementari e per combinate secondo i coefficienti di cui al par. 5.5.1.

Azione	Travi ampliamento			Travi esistenti		
	N kN	Hlong kN	Htrasv kN	N kN	Hlong kN	Htrasv kN
g1+g2	326.0	0.0	0.0	244.0	0.0	0.0
Carichi mobili Qik	360.0	0.0	0.0	397.0	0.0	0.0
Carichi mobili qik	196.0	0.0	0.0	92.0	0.0	0.0
Frenamento (q3)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Centrifuga (q4)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Vento ponte scarico (q5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Vento ponte carico (q5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
El+0,3Et (q6)	0.0	46.0	13.8	0.0	34.4	10.3
0,3El+Et (q6)	0.0	13.8	46.0	0.0	10.3	34.4

Gruppo	Combinazione	Travi ampliamento			Travi esistenti		
		N kN	Hlong kN	Htrasv kN	N kN	Hlong kN	Htrasv kN
SLU (STR)	STR1	440	0	0	329	0	0
	STR2	1077	0	0	904	0	0
	STR3	796	0	0	696	0	0
	STR4	796	0	0	696	0	0
SLU(GEO)	GEO1	326	0	0	244	0	0
	GEO2	965	0	0	806	0	0
	GEO3	727	0	0	629	0	0
	GEO4	727	0	0	629	0	0
SISMA (SLV)	El+0,3Et (q6)	437	46	14	342	34	10
	0,3El+Et (q6)	437	14	46	342	10	34

## 07. VERIFICHE DI RESISTENZA

### 07.01 IMPALCATO

### 07.02 TRAVI AMPLIAMENTO

#### 07.02.01 SEZIONE DI MEZZERIA

Con riferimento ai paragrafi precedenti le sollecitazioni massime risultano :

- Fase 1

$$\begin{aligned} M &= 1088 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 1361 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \end{aligned}$$

- Fase 2

$$\begin{aligned} N &= - 1516 \text{ kN} \\ M &= 252 + 658 = 910 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= - 1819 \text{ kN} \\ M &= 340 + 790 = 1130 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Fase 3

$$\begin{aligned} N &= - 642 \text{ kN} \\ M &= 2232 + 279 = 2511 \text{ kNm} && \text{SLE} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= - 770 \text{ kN} \\ M &= 3013 + 334 = 3347 \text{ kNm} && \text{SLU} \\ V &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nella corrente fase della progettazione si sono scelte da catalogo travi in c.a.p. con caratteristiche dimensionali e di armatura adatte alle sollecitazioni di progetto.

## 07.02.02 SEZIONE DI APPOGGIO

Con riferimento ai paragrafi precedenti le sollecitazioni massime risultano :

- Fase 1

M = 0 kNm            SLE  
V = 246 kN

M = 0 kNm            SLU  
V = 332 kN

- Fase 2

N = -1516 kN  
M = 658 kNm            SLE  
V = 62 kN

N = -1819 kN  
M = 790 kNm            SLU  
V = 84 kN

- Fase 3

N = - 642 kN  
M = 279 kNm            SLE  
V = 545 kN

N = - 770 kN  
M = 334 kNm            SLU  
V = 736 kN

Nella corrente fase della progettazione si sono scelte da catalogo travi in c.a.p. con caratteristiche dimensionali e di armatura adatte alle sollecitazioni di progetto.

## 07.03 TRAVI ESISTENTI

### 07.03.01 SEZIONE DI MEZZERIA

Con riferimento ai paragrafi precedenti le sollecitazioni massime risultano :

- Fase 1

M = 781 kNm                    SLE  
V = 0 KN

M = 1054 kNm                 SLU  
V = 0 KN

- Fase 2

M = 163 kNm                   SLE  
V = 0 kN

M = 220 kNm                   SLU  
V = 0 kN

- Fase 3

M = 2090 kNm                 SLE  
V = 0 kN

M = 2822 kNm                 SLU  
V = 0 kN

In mancanza della documentazione di progetto relativa alle travi esistenti, non è possibile procedere alla loro verifica. Si rimanda ad una successiva fase di progetto la verifica delle travi di impalcato.

### 07.03.02 SEZIONE DI APPOGGIO

Con riferimento ai paragrafi precedenti le sollecitazioni massime risultano :

- Fase 1

M = 0 kNm            SLE  
V = 190 kN

M = 0 kNm            SLU  
V = 257 kN

- Fase 2

M = 0 kNm            SLE  
V = 40 kN

M = 0 kNm            SLU  
V = 54 kN

- Fase 3

M = 0 kNm            SLE  
V = 482 kN

M = 0 kNm            SLU  
V = 651 kN

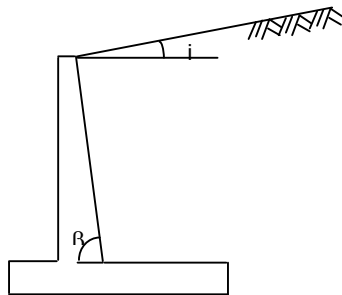
In mancanza della documentazione di progetto relativa alle travi esistenti, non è possibile procedere alla loro verifica. Si rimanda ad una successiva fase di progetto la verifica delle travi di impalcato.

## 08. VERIFICA DELLE SPALLE

Con riferimento alle indicazioni del DM-2008, l'effetto delle spinte è valutato con i metodi tradizionali dell'equilibrio limite. Nel caso particolare (spalla su pali), la spinta statica è calcolata utilizzando il coefficiente di spinta a riposo, la sovraspinta sismica è valutata con il metodo di Mononobe-Okabe ed applicata ad  $h/2$ , il coefficiente  $\beta$  è assunto pari a 1. Si riporta nel seguito il calcolo dei coefficienti di spinta sismica secondo Mononobe-Okabe.

### Calcolo K statico

		[RAD]	[DEG]
Angolo di attrito del terreno	$\phi =$	0.6109	35
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta =$	0.3054	17.5
Inclinazione dell'intradosso del muro con l'orizzontale	$\beta =$	1.5708	90
Inclinazione superficie libera del terrapieno con l'orizzontale	$i =$	0.0000	0



$$\beta' = 1.3995$$

$$i' = 0.1713$$

$$K_a = 0.246 \quad \text{Coefficiente di spinta attiva}$$

$$K_o = 0.426 \quad \text{Coefficiente di spinta a riposo}$$

### Calcolo K sismico (Mononobe-Okabe)

$$K_h = 0.141 \quad \text{Coefficiente sismico orizzontale (agxS)}$$

$$\theta = 0.140 \quad \text{(rad)}$$

.....

$$K_s = 0.334 \quad \text{(spinta sismica)}$$

$$K_s - K_a = 0.088 \quad \text{(incremento di spinta sismica)}$$

Il calcolo delle sollecitazioni globali è condotto attraverso un foglio di calcolo, riportato di seguito, dove sono indicati la geometria, i parametri di calcolo, le sollecitazioni di ingresso e le azioni elementari, per ogni combinazione di carico considerata. A tergo della spalla si è considerato un sovraccarico accidentale pari a 20KN/m<sup>2</sup> in condizioni statiche e nullo in condizioni sismiche, mentre per il terreno si è considerato un peso di volume di 20KN/m<sup>3</sup>.



## 08.01 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riportano di seguito le combinazioni di carico considerate per l'analisi delle spalle:

### 08.01.01 Stato Limite di esercizio - SLE (combinazione rara)

	$\gamma_i$ (SLE1)	$\gamma_i$ (SLE2)
<b>Peso proprio</b>	1.00	1.00
<b>Permanenti</b>	1.00	1.00
<b>Carichi mobili (+)</b>	0.75	1.00
<b>Frenatura</b>	1.00	0
<b>Vento</b>	0.60	0.60

### 08.01.02 Stato Limite Ultimo Statico – SLU

A1-STR

	$\gamma_i$ (SLU1)	$\gamma_i$ (SLU2)
<b>Peso proprio</b>	1.35	1.35
<b>Permanenti</b>	1.50	1.50
<b>Carichi mobili</b>	1.01	1.35
<b>Frenatura</b>	1.35	0
<b>Vento</b>	0.90	0.90

A2-GEO

	$\gamma_i$ (SLU1)	$\gamma_i$ (SLU2)
<b>Peso proprio</b>	1.00	1.00
<b>Permanenti</b>	1.30	1.30
<b>Carichi mobili</b>	0.86	1.15
<b>Frenatura</b>	1.15	0
<b>Vento</b>	0.78	0.78

### 08.01.03 Stato Limite Ultimo Sismico – SLV

Sisma Longitudinale SL

	$\gamma_i$
<b>Peso proprio</b>	1.00
<b>Permanenti</b>	1.00
<b>Sisma Long.</b>	1.00
<b>Sisma Trasv.</b>	0.30

Sisma Trasversale ST

	$\gamma_i$
<b>Peso proprio</b>	1.00
<b>Permanenti</b>	1.00
<b>Sisma Long.</b>	0.30
<b>Sisma Trasv.</b>	1.00

**GEOMETRIA**

Si riportano di seguito i dati di input relativi alla geometria delle spalle in oggetto:

<b>Caratteristiche geometriche della spalla</b>	
<b>Dimensioni longitudinali (m)</b>	
Spessore paraghiaia	0.40
Spessore paramento verticale	2.10
Distanza asse appoggi - filo paraghiaia	0.60
Lunghezza suola esterna	1.85
Lunghezza suola interna	2.05
<b>Dimensioni trasversali (m)</b>	
Larghezza esterna spalla	79.80
Larghezza media interna tra i muri andatori	78.80
Larghezza zattera di fondazione	85.20
<b>Dimensioni verticali (m)</b>	
Altezza paraghiaia	1.85
Altezza paramento verticale	7.00
Altezza baggioli+appoggi	0.35
Spessore zattera di fondazione	1.50
<b>Ulteriori informazioni</b>	
Inclinazione in pianta del paramento	90
Presenza di un solo muro (si, no)	no

Si riportano di seguito i carichi trasmessi dall'impalcato considerati per il calcolo:

Carichi verticali (KN)

<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>
9750	2239	3075

Forze longitudinali (KN)

<b>Frenatura</b>	<b>Sisma L</b>
383	1691

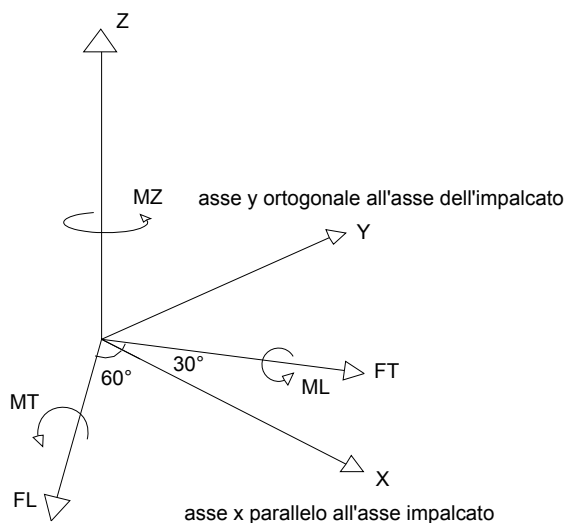
Forze trasversali (KN) e relativi bracci (m)

<b>Vento</b>	<b>Hv</b>	<b>Sisma T</b>	<b>Hs</b>
62	2.73	1691	1.47

Momenti trasversali (KNxm)

<b>M3 (es)</b>	<b>M3 (amp)</b>	<b>M vento</b>	<b>M sisma T</b>
49236	-49236	169	2485

I carichi di seguito riportati vengono espressi sulla base del seguente sistema di riferimento:



### 08.03 PARAGHIAIA

Si riporta di seguito alla base del paraghiaia il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione globali (esprese in t e t<sub>xm</sub>) eseguito su una larghezza di 78.80m (larghezza media interna tra i muri andatori):

#### SLE

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	146
R2	Peso terreno a tergo	598
R3	Peso sovraccarico a tergo	323
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>146</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	124
S2	Spinta statica terreno	115
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0
S4	Forze d'inerzia sul terreno	0
S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S6	Incremento di spinta sismica	0
<b>S<sub>tot</sub></b>		<b>239</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	115
M2	Momento spinta statica terreno	71
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	0
M4	Momento forze d'inerzia terreno	0
M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M6	Momento incremento spinta sismica	0
<b>M<sub>tot</sub></b>		<b>186</b>

#### SLU

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	197
R2	Peso terreno a tergo	807
R3	Peso sovraccarico a tergo	436
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>197</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	168
S2	Spinta statica terreno	155
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0
S4	Forze d'inerzia sul terreno	0
S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S6	Incremento di spinta sismica	0
<b>S<sub>tot</sub></b>		<b>323</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	155
M2	Momento spinta statica terreno	96
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	0
M4	Momento forze d'inerzia terreno	0
M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M6	Momento incremento spinta sismica	0
<b>M<sub>tot</sub></b>		<b>251</b>

#### SLV

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	146
R2	Peso terreno a tergo	598
R3	Peso sovraccarico a tergo	0
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>146</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx		
S1	Spinta statica sovraccarico	0
S2	Spinta statica terreno	115
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	21
S4	Forze d'inerzia sul terreno	0
S5	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0
S6	Incremento di spinta sismica	24
<b>S<sub>tot</sub></b>		<b>160</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	0
M2	Momento spinta statica terreno	71
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	19
M4	Momento forze d'inerzia terreno	0
M5	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M6	Momento incremento spinta sismica	30
<b>M<sub>tot</sub></b>		<b>120</b>

Ripartendo le caratteristiche di sollecitazione sulla larghezza considerata di 78.80m (larghezza di calcolo), le caratteristiche di sollecitazione massime a metro lineare risultano:

	SLE	SLU	SLV
N (KN/m)	18.5	25.0	18.5
T (KN/m)	30.4	41.0	20.2
M (KNxm/m)	23.6	31.9	15.2

## PARAMENTO VERTICALE

Le caratteristiche di sollecitazione alla base del paramento, vengono determinate con riferimento ai seguenti carichi trasmessi in testa dall'impalcato:

	SLE	SLU	SLV
N (KN)	15064	20672	11989
FL (KN)	383	517	1691

Si riporta di seguito alla base del paramento il calcolo delle caratteristiche di sollecitazione globali (esprese in t e t<sub>xm</sub>) eseguito su una larghezza di 78.80:

### SLE

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	146
R2	Peso proprio paramento	2896
R3	Reazione impalcato	1506
R4	Peso terreno a tergo	2859
R5	Peso sovraccarico a tergo	323
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>4548</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx			Z <sub>s</sub>
S1	Spinta statica sovraccarico	595	4.4
S2	Spinta statica terreno	2632	3.0
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0	7.9
S4	Forze d'inerzia sul paramento	0	3.5
S5	Forze d'inerzia sul terreno	0	4.4
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0	4.4
S7	Incremento di spinta sismica	0	5.9
S8	Azione longitudinale impalcato	38	7.35
<b>S<sub>tot</sub></b>		<b>3265</b>	<b>3.3</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	2632
M2	Momento spinta statica terreno	7764
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	0
M4	Momento forze d'inerzia paramento	0
M5	Momento forze d'inerzia terreno	0
M6	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M7	Momento incremento spinta	0
M8	Momento impalcato	206
M9	Momento peso paraghiaia	-124
<b>M<sub>tot</sub></b>		<b>10478</b>

### SLU

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	197
R2	Peso proprio paramento	3909
R3	Reazione impalcato	2067
R4	Peso terreno a tergo	3860
R5	Peso sovraccarico a tergo	436
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>6173</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx			Z <sub>s</sub>
S1	Spinta statica sovraccarico	803	4.4
S2	Spinta statica terreno	3553	3.0
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	0	7.9
S4	Forze d'inerzia sul paramento	0	3.5
S5	Forze d'inerzia sul terreno	0	4.4
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0	4.4
S7	Incremento di spinta sismica	0	5.9
S8	Azione longitudinale impalcato	52	7.35
<b>S<sub>tot</sub></b>		<b>4408</b>	<b>3.3</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	3553
M2	Momento spinta statica terreno	10481
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	0
M4	Momento forze d'inerzia paramento	0
M5	Momento forze d'inerzia terreno	0
M6	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M7	Momento incremento spinta	0
M8	Momento impalcato	277
M9	Momento peso paraghiaia	-167
<b>M<sub>tot</sub></b>		<b>14143</b>

### SLV

Carichi verticali		
R1	Peso proprio paraghiaia	146
R2	Peso proprio paramento	2896
R3	Reazione impalcato	1199
R4	Peso terreno a tergo	2859
R5	Peso sovraccarico a tergo	0
<b>N<sub>tot</sub></b>		<b>4241</b>

Carichi orizzontali longitudinali Fx			Z <sub>s</sub>
S1	Spinta statica sovraccarico	0	4.4
S2	Spinta statica terreno	2632	3.0
S3	Forze d'inerzia sul paraghiaia	21	7.9
S4	Forze d'inerzia sul paramento	408	3.5
S5	Forze d'inerzia sul terreno	0	4.4
S6	Forze d'inerzia sul sovraccarico	0	4.4
S7	Incremento di spinta sismica	542	5.9
S8	Azione longitudinale impalcato	169	7.35
<b>S<sub>tot</sub></b>		<b>3772</b>	<b>3.7</b>

Momenti flettenti longitudinali My		
M1	Momento spinta statica sovraccarico	0
M2	Momento spinta statica terreno	7764
M3	Momento forze d'inerzia paraghiaia	163
M4	Momento forze d'inerzia paramento	1429
M5	Momento forze d'inerzia terreno	0
M6	Momento forze d'inerzia sovraccarico	0
M7	Momento incremento spinta	3200
M8	Momento impalcato	1183
M9	Momento peso paraghiaia	-124
<b>M<sub>tot</sub></b>		<b>13615</b>

Ripartendo le caratteristiche di sollecitazione sulla larghezza considerata di 78.80, le caratteristiche di sollecitazione massime a metro lineare risultano:

	SLE	SLU	SLV
N (KN/m)	577	783	538
T (KN/m)	414	559	479
M (KNxm/m)	1330	1795	1728

## CARICHI IN FONDAZIONE

Si riportano di seguito per ogni fase di carico analizzata i valori massimi delle caratteristiche di sollecitazione calcolati all'intradosso della fondazione nel baricentro della sezione :

ST08 - Sottovia SP Aurelia Vecchia - A12 - Lotto2 - Spalle					
	N (KN)	FL (KN)	FT (KN)	ML (KNm)	MT (KNm)
PESO SPALLA	50505			953	0
PESO TERRENO - Peso di volume 2 t/m3	28593			-56470	0
PESO SOVRACCARICO - $Q = 2 \times 78.8 \times 2.05 = 323$ t, eccentricità $e_l = -1.975$ , $e_t = 0$	3231			-6381	0
SPINTA STATICA TERRENO - $K_o = 0.426$		36452	0	125760	0
SPINTA STATICA SOVRACCARICO - $K_o = 0.426$		6956	0	35995	0
PESO PROPRIO IMPALCATO (PRIMA FASE) - $R_1 = 9750$ KN	9750			488	0
SOVRACCARICHI PERMANENTI IMPALCATO (SECONDA FASE) - $R_2 = 2239$ KN	2239			112	0
CARICHI MOBILI - $R_3 = 3075$ KN, $M_3T = 49236$ KNm	3075			154	49236
FRENATURA - $F_f L = 383$ KN		383		3394	
VENTO - $F_v T = 62$ KN, $M_v T = 169$ KNm			62		718
FORZA D'INERZIA LONGITUDINALE IMPALCATO - $F_{SL} = 1691$ KN		1691		14961	
FORZA D'INERZIA TRASVERSALE IMPALCATO - $F_{ST} = 1691$ KN, $M_S T = 2485$ KNm			1691		17446
FORZE D'INERZIA SPALLA - $C = 0.141g$			7121		25148
FORZE D'INERZIA TERRENO - $C = 0.141g$			4032		23887
FORZE D'INERZIA SOVRACCARICO - $C = 0.141g$			456		4715
INCREMENTO SPINTA SISMICA TERRENO $K_{sis} - K_a = 0.088$		7512	193	38873	999
INCREMENTO SPINTA SISMICA SOVRACCARICO $K_{sis} - K_a = 0.088$		1433	37	7417	193

Dalla combinazione di tali valori si hanno le seguenti caratteristiche di sollecitazione massime in fondazione:

	N (KN)	FL (KN)	FT (KN)	ML (KNm)	MT (KNm)
sle 01 - frenatura	96624	43791	37	103967	37357
sle 02	97393	43408	37	100611	49666
slu 01 (A1 STR) - frenatura	130779	59118	56	140382	50497
slu 02 (A1 STR)	131816	58601	56	135842	67114
slu 01 (A2 GEO) - frenatura	98127	44892	48	108969	43026
slu 02 (A2 GEO)	99011	44451	48	105110	57181
sl	91087	52776	391	149824	20244
st	91087	41349	13036	94537	67480

Sulla base dei dati ad oggi disponibili non è stato possibile formulare delle ipotesi esaustive circa la tipologia delle fondazioni esistenti (dirette o profonde). Di conseguenza, non è stato possibile condurre verifiche di resistenza in fondazione sulle strutture esistenti. Tuttavia le parti di fondazione in ampliamento sono state definite sulla base della quota parte di carichi agenti su di esse, nonché delle caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione, garantendo i minimi livelli di sicurezza richiesti dalla normativa in vigore. Tali assunzioni saranno oggetto di verifica nelle successive fasi.